

Perencanaan Bendung Amohalo di Kecamatan Baruga Kota Kendari

Bagus Pramono Yakti, Edijatno, dan Nadjadji Anwar

Jurusan Teknik Sipil – Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS)

Jl. Arief Rahman Hakim, Surabaya 60111 Indonesia

e-mail: bagusyakti@gmail.com

Abstrak—Bendung Amohalo berlokasi di Kecamatan Baruga Kota Kendari. Dengan luasan DAS (daerah aliran sungai) 38,63 km². Adapun sungai yang dibendung adalah sungai Amohalo. Alasan yang mendasari perlunya dibangun bendung tersebut antara lain tingginya elevasi sebagian area sawah yang ada di DAS sungai Amohalo, sehingga tidak dapat langsung diairi. Maka dalam hal ini dengan adanya bendung tersebut, diharap areal sawah seluas 577 ha dapat terairi. Dampak sebelum adanya bendung berakibat buruk terhadap pertanian dan kondisi ekonomi penduduk.

Perencanaan bendung didasarkan pada debit banjir rencana dengan periode ulang $T=100$ tahun. Dalam hal ini, pembahasan meliputi analisa hidrologi, perhitungan kebutuhan air sawah, perencanaan teknis tubuh bendung, dan perhitungan stabilitas bendung.

Dari perhitungan digunakan metode Nakayasu yang kemudian didapat besar debit banjir periode ulang 100 tahun (Q_{100}) = 149,368 m³/dtk, elevasi muka air banjir pada ketinggian +17,686 m, elevasi mercu bendung pada ketinggian +16,7 m, elevasi dasar sungai pada ketinggian +13,45 m, pola tanam padi-palawija-bero, kebutuhan air untuk lahan sebesar 1,0187 m³/dtk. Mercu bendung direncanakan tipe bulat, kolam olak tipe ambang ujung dan bangunan ukur yang digunakan adalah ambang lebar. Dari analisis stabilitas tubuh bendung dalam kondisi stabil terhadap geser, guling, retak dan bangunan tidak turun.

Kata kunci— bendung, debit banjir, stabilitas

I. PENDAHULUAN

Kecamatan Baruga merupakan salah satu daerah yang banyak menyuplai padi untuk Kota Kendari, dengan areal irigasi 577 Ha. Tetapi akhir ini produksi sering terhambat, hal ini disebabkan karena masih adanya sebagian areal sawah yang belum dapat diari secara baik.

Sungai Amohalo merupakan sungai yang mempunyai debit yang cukup untuk Irigasi, akan tetapi lahan pertanian penduduk di Kecamatan Baruga selalu mengalami kesulitan air, karena sebagian elevasi sawah mereka lebih tinggi dari elevasi Sungai Amohalo.

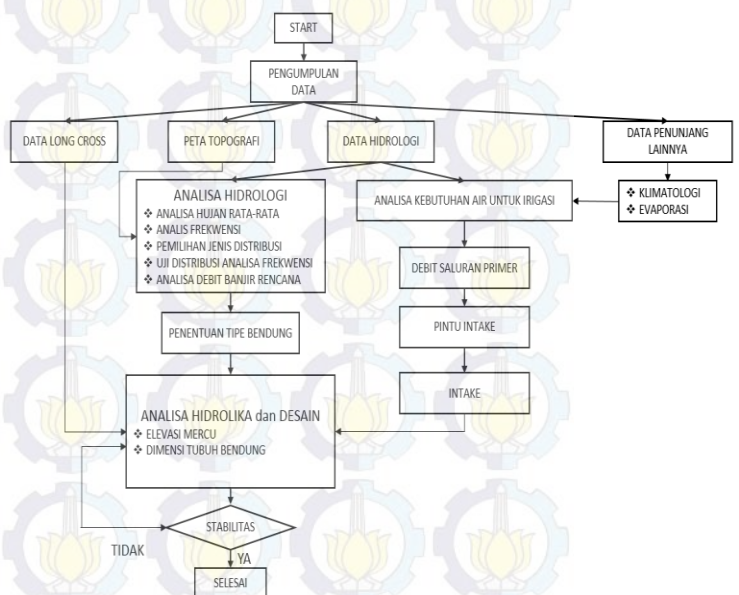
Sebagian besar penduduk sekitar adalah petani, sehingga kebutuhan akan air sangat penting bagi mereka

untuk mengalir lahan pertanian mereka. Maka untuk memenuhi kebutuhan air untuk irigasi penduduk di Kecamatan tersebut, maka diperlukan sebuah bendung yang berfungsi untuk menaikkan elevasi muka air sungai, sehingga dapat dipakai untuk memenuhi kebutuhan air untuk irigasi masyarakat setempat.

Sumber air berasal dari Sungai Amohalo, dengan luas Daerah Aliran Sungai Amohalo sampai muara adalah 38,63 km².

II. METODOLOGI

Tugas akhir ini dilakukan untuk merencanakan Bendung Amohalo untuk memenuhi kebutuhan air irigasi lahan penduduk. Urutan konsep penyelesaiannya adalah sebagai berikut:



III. HASIL DAN PEMBAHASAN

3.1 Analisa Data Curah Hujan

Data curah hujan yang diperlukan untuk suatu perencanaan pemanfaatan air adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Hasil analisa Thiessen Polygon menunjukkan bahwa ada dua stasiun hujan yang

berpengaruh terhadap Bendung Amohalo yaitu stasiun hujan Kendari dan stasiun hujan Moramo. Sehingga untuk mendapatkan curah hujan maksimum (curah hujan yang di pakai dalam perhitungan) yaitu dengan mencari *Weighting Factor*/koefisien *Thiessen*.

Tabel 3.1 Data curah hujan rata-rata maksimum DAS Amohalo Tahun 2001 -2012

No	Tahun	Rmaks (mm)
1	2001	30,21692985
2	2002	36,95599275
3	2003	56,78307015
4	2004	40,1729226
5	2005	37,42712917
6	2006	37,74915868
7	2007	34,64405902
8	2008	34,78643541
9	2009	50,3458452
10	2010	41,26443179
11	2011	28,25084132
12	2012	59,57960135

(Sumber : Perhitungan)

3.2 Analisa Distribusi Frekuensi

Berdasarkan perhitungan parameter statistik diperoleh nilai $C_s = 0,92$ dan $C_k = 3,665$ untuk distribusi Pearson Tipe III, serta $C_s = 0,55$ dan $C_k = 3,387$, untuk distribusi Log Normal dan Log Pearson Tipe III . Berdasarkan hasil tersebut, ketiga metode distribusi memenuhi sifat-sifat khas parameter statistiknya yaitu :

- Distribusi Normal mempunyai harga $C_s = 0$ dan $C_k = 3$
- Distribusi Log Normal mempunyai harga $C_s > 0$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $C_s = 1.139$ dan $C_k = 5.402$
- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga C_s dan C_k yang fleksibel
- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga C_s antara $0 < C_s < 9$.

3.3 Uji Kecocokan Sebaran

Tabel 3.2 Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Tipe III

Distribusi	Uji Kecocokan					
	Chi-Square		Ket.	Kolmogorov-Smirnov		Ket.
	Xh2	X2		Dmax	Do	
Log Normal	3,833	5,991	Diterima	0,000	0,168	Diterima
Pearson Tipe III	5,500	5,991	Diterima	0,168	0,382	Diterima
Log Pearson Tipe III	5,500	5,991	Diterima	0,145	0,382	Diterima

(Sumber : Perhitungan)

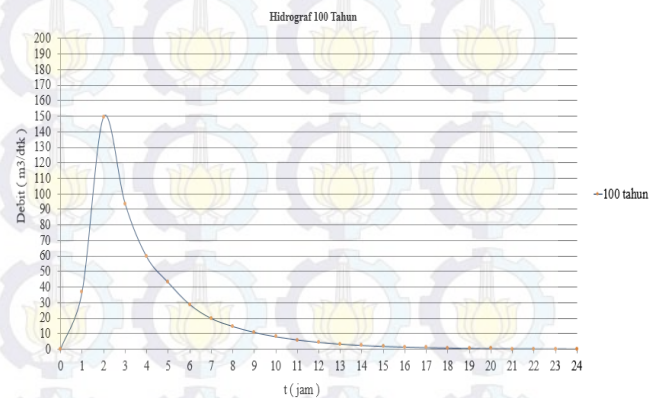
Tabel 3.3 Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Pearson Tipe III

No.	Periode Ulang (tahun)	Log X	k	S Log X	Log X	X (mm)
1	2	1,598	0,008	0,1004411	1,599	39,738
2	5	1,598	0,804	0,1004411	1,679	47,771
3	10	1,598	1,326	0,1004411	1,732	53,894
4	25	1,598	1,925	0,1004411	1,792	61,902
5	50	1,598	2,335	0,1004411	1,833	68,067
6	100	1,598	2,721	0,1004411	1,872	74,414

(Sumber : Perhitungan)

3.4 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Perhitungan hidrograf satuan pada Bendung Amohalo ini menggunakan metode hidrograf sintetik Nakayasu yaitu grafik hubungan antara debit yang mengalir dan waktu. Grafik hidrograf Nakayasu [1] menunjukan debit maksimum pada periode ulang 100 tahun adalah sebesar $149,368 \text{ m}^3/\text{detik}$.



Gambar 1. Hidrograf Nakayasu periode ulang 100 tahun

(Sumber : Perhitungan)

3.5 Analisa Kebutuhan Air

3.5.1 Kebutuhan Air Untuk Tanaman

Menurut kriteria perencanaan [2] kebutuhan air untuk tanaman yaitu banyaknya air yang dibutuhkan tanaman untuk membuat jaring tanaman (batang dan daun) untuk diuapkan (evapotranspirasi), perkolasi, curah hujan, pengolahan lahan, dan pertumbuhan tanaman. Rumus yaitu :

$$I_r = E_t + P - R_e + S$$

1. Evapotranspirasi

Besarnya evapotranspirasi dihitung dengan menggunakan Metoda Penmann modifikasi.

Tabel 3.4 Perhitungan Evapotranspirasi

Parameter	Satuan	Bulan											
		Jan.	Peb.	Mar.	Apr.	Mei	Jun.	Jul.	Agst.	Sep.	Okt.	Nop.	Des.
Suhu (t)	°C	29,94	27,26	29,68	29,61	29,10	28,70	28,15	28,33	28,98	29,93	27,77	27,59
Sinar Matahari (n/N)	%	41,45	39,27	47,91	43,91	50,36	42,00	48,91	54,45	72,18	75,18	59,80	45,30
Kelambaban relatif (Re)	%	88,27	88,55	89,45	91,00	91,64	92,36	87,18	86,55	84,64	84,09	84,73	86,80
Kecepatan Angin (u)	m/dt	2,34	2,43	2,33	2,15	2,55	2,14	2,24	2,78	2,53	2,54	2,45	2,08
w	mm/hari	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,71	0,71	0,71	0,72	0,72	0,71	0,71
Re	mm/hari	15,49	15,79	15,61	14,91	13,82	13,22	13,42	14,31	15,11	15,59	15,49	15,38
R _s	mm/hari	3,51	3,39	4,08	3,57	3,79	3,03	3,58	4,24	5,93	6,37	5,04	3,80
f(t)	mbar	16,10	16,10	16,10	16,10	15,90	15,90	15,72	15,72	15,90	16,10	16,10	15,72
e _s	mbar	35,70	35,70	35,70	35,70	33,60	33,60	31,70	31,70	33,60	35,70	31,70	31,70
e _a	mbar	31,51	31,61	31,94	32,49	30,79	31,03	27,64	27,43	28,44	30,02	26,86	27,52
f(e _a)		0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
f(n/N)		0,47	0,45	0,53	0,50	0,55	0,48	0,54	0,59	0,75	0,78	0,64	0,51
f(u)	m/dt	0,82	0,84	0,81	0,77	0,86	0,77	0,79	0,92	0,85	0,86	0,84	0,76
R _{n1}	mm/hari	0,13	0,13	0,14	0,13	0,16	0,12	0,14	0,18	0,21	0,22	0,18	0,13
e _s - e _a	mbar	4,19	4,09	3,76	3,21	2,81	2,57	4,06	4,27	5,16	5,68	4,84	4,18
ET*	mm/hari	2,76	2,70	2,96	2,53	2,61	2,10	2,74	3,27	4,29	4,65	3,74	2,85
c	mm/hari	1,10	1,10	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	1,00	1,10	1,10	1,10	1,10
ETo	mm/hari	3,03	2,97	2,96	2,28	2,35	1,89	2,46	3,27	4,72	5,12	4,11	3,14

(Sumber : Perhitungan)

2. Perkolasi

Perkolasi adalah meresapnya air ke dalam tanah dengan arah vertikal ke bawah, dari lapisan tidak jenuh. Harga perkolasi untuk perhitungan kebutuhan air di daerah irigasi Amohalo diambil sebesar 2 mm/hari karena jenis tanahnya bertekstur sedang (lempung kepasiran) dengan karakteristik pengolahan tanah yang baik.

3. Koefisien Tanaman (Kc)

Besarnya koefisien tanaman (K_c) tergantung dari jenis tanaman dan fase pertumbuhan. Pada perhitungani ini digunakan koefisien tanaman untuk padi dengan varietas unggul mengikuti ketentuan Nedeco/Prosida.

4. Curah Hujan Efektif

Curah hujan (Re) dihitung dari data curah hujan rata-rata setengah bulanan yang selanjutnya diurutkan dari data terkecil hingga terbesar.

Curah hujan efektif untuk padi diambil 70% dari curah hujan minimum tengah bulanan.

$$Re = 0,7 \times \frac{1}{15} R_{80}$$

Tabel 3.5 Curah Hujan Efektif

Bulan	Minggu ke-	R80 mm/15 hari	Re = 0,7 x R80 mm	Re padi mm/hari	50% Re mm/bulan	Re eff mm/bulan	Eto mm/bulan	Re pol mm/bulan	Re pol mm/hari
Jan	I	47,2914833	33,10403831	2,206935887	23,6457417	49,3463888	94,02	34,3971777	2,29314518
	II	51,40129433	35,98090603	2,398727063	25,7006472	52,8106689	91,64	36,3937973	2,29314518
Feb	I	57,2914833	40,10403831	2,673602554	28,6457417	44,8067564	83,07	31,4145836	2,09430557
	II	32,32202951	22,62542066	1,508361377	16,1610148	50,0331918	72,94	17,8045084	1,18696722
Mar	I	56,70396065	39,69277246	2,64618483	28,3519803	52,8106689	91,64	36,3937973	2,29314518
	II	48,93217706	34,25252395	2,283501596	24,4660895	50,0331918	68,37	33,5220952	2,23480635
Apr	I	47,36603676	33,15622573	2,210415049	23,6830184	50,0331918	68,37	33,5220952	2,23480635
	II	52,82034688	36,97424282	2,464949521	26,4101734	50,0331918	68,37	33,5220952	2,23480635
May	I	12,31866425	8,623064975	0,574870988	6,1933213	30,4610406	72,94	17,8045084	1,18696722
	II	48,60341703	34,02239192	2,268159462	24,3017085	30,4610406	72,94	17,8045084	1,18696722
Jun	I	60,61351281	42,42945897	2,828630598	30,3067564	46,6399741	56,70	30,6877106	2,04584738
	II	32,78643541	22,95050479	1,530033653	16,332177	46,6399741	56,70	30,6877106	2,04584738
Jul	I	8,563959566	5,99853896	0,39991026	4,28475278	9,9644059	76,39	7,17437225	0,47829148
	II	11,36930624	7,95154367	0,530100958	5,67965312	9,9644059	76,39	7,17437225	0,47829148
Aug	I	2,322029511	1,625420658	0,108361377	1,16101476	3,48304427	98,08	2,50779187	0,16718612
	II	4,644059021	3,250841315	0,216722754	2,32202951	3,48304427	98,08	2,50779187	0,16718612
Sep	I	0	0	0	0	0	146,29	0	0
	II	0	0	0	0	0	146,29	0	0
Oct	I	0	0	0	0	0	153,45	0	0
	II	0	0	0	0	0	153,45	0	0
Nov	I	7,219564587	5,049495211	0,336633014	3,60678229	14,8915351	127,49	11,9322479	0,79548319
	II	22,56950567	15,7986539	1,053243593	11,2847528	14,8915351	127,49	11,9322479	0,79548319
Dec	I	35,6017344	24,92121408	1,661441272	17,8008672	43,4938856	94,08	24,9212141	1,66144127
	II	51,36603676	35,95622573	2,397081715	25,6830184	43,4938856	94,08	24,9212141	1,66144127

(Sumber : Perhitungan)

5. Kebutuhan Air Untuk Pengolahan Lahan

a. Pengolahan Lahan untuk Padi

Menurut PSA-010, waktu yang diperlukan untuk pekerjaan penyiapan lahan adalah selama satu bulan (30 hari). Kebutuhan air untuk pengolahan tanah bagi tanaman padi diambil 200 mm, setelah tanam selesai lapisan air di sawah ditambah 50 mm. Jadi kebutuhan air yang diperlukan untuk penyiapan lahan dan untuk lapisan air awal setelah tanam selesai seluruhnya menjadi 250 mm. Sedangkan untuk lahan yang tidak ditanami (sawah bero) dalam jangka waktu 2,5 bulan diambil 300 mm.

b. Pengolahan Lahan untuk Palawija

Kebutuhan air untuk penyiapan lahan bagi palawija sebesar 50 mm selama 15 hari yaitu 3,33 mm/hari, yang digunakan untuk menggarap lahan yang ditanami dan untuk menciptakan kondisi lembab yang memadai untuk persemaian yang baru tumbuh

6. Kebutuhan Air untuk Pertumbuhan

Kebutuhan air untuk pertumbuhan padi dipengaruhi oleh besarnya evapotranspirasi tanaman (Etc), perkolasi tanah (p), penggantian air genangan (W) dan hujan efektif (Re). Sedangkan kebutuhan air untuk pemberian pupuk padi tanaman apabila terjadi pengurangan air (sampai tingkat tertentu) pada petak sawah sebelum pemberian pupuk

3.5.2 Kebutuhan Air Untuk Irigasi

1. Pola Tanaman dan Perencanaan Tata Tanam

Tabel 3.6 Pola Tanam

Uraian	No	Ket	BULAN											
			January		February		March		April		May		June	
Eto (mm/hr)	1		I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Eo			3,033	2,967	2,967	2,967	2,956	2,956	2,279	2,279	2,353	2,353	1,890	1,890
M			3,336	3,336	3,336	3,336	3,252	3,252	2,507	2,507	2,588	2,588	2,079	2,079
P (mm/hr)	2		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Re (mm/hr)	3		2,206	2,387	2,676	1,984	2,642	2,283	2,210	2,464	0,749	2,262	2,826	1,500
WLR (mm/hr)	4		1,1	1,1	1,1	2,2	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
C1	5		1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
C2	6		1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
C	7	(5+6)/2	0,35	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
Etc (mm/hr)	8	(1x7)	1,661	3,362	3,182	3,149	2,956	1,404	1,404	1,404	1,404	1,404	1,404	1,404
NFR (mm/hr)	9	(8+2+4+3)	1,461	4,037	3,615	3,400	2,207	8,576	8,351	2,713	3,421	2,303	4,654	5,164
DFR (t/da/ha)	10	9/(0.65x8.64)	0,260	0,718	0,643	1,033	0,601	1,527	1,483	0,482	0,609	0,410	0,888	0,916
DFR (t/da)	12		150.12	414.82	371.47	596.586	350.345	228.16	891.49	855.334	351.39	236.61	478.2	530.59
DFR (m3/da)	13		0.1501	0.4148	0.3715	0.59659	0.350347	0.2282	0.8815	0.85533	0.27938	0.3514	0.2366	0.4782
DFR terbesar	14													1,018733775

Ket :



= Padi



= Palawija



= Penyiapan Lahan

Dimana :

Q = debit per periode (15 hari) m³/dtk

C = koefisien pengaliran (0,75)

Data Hujan = Rekap data hujan 15 hari (m/hari)

Luas DAS= Luas Daerah Aliran Sungai (km²)

Tabel 3.7 Rekap Data Debit

Tahun	January		February		March		April		May		June		July		August		September		October		November		December		Jumlah
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
2001	1,514	1,4507	1,1882	0,5566	2,0314	1,7871	2,3522	1,1544	0,1764	1,6033	1,355	0,733	0,0831	1,232	0,0623	0	0	0,4726	0,0415	0	1,9764	1,413	0,8825	2,3042	24,3696
2002	3,451	2,5803	1,735	2,5868	2,645	2,3375	1,9104	1,8954	3,9634	2,0675	4,3545	1,7348	0,1765	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,8539	1,7774	35,0695
2003	1,06	1,7996	2,5982	1,5121	2,4854	2,8015	2,9092	5,3303	4,0873	0,3831	1,9948	2,9856	2,4989	1,9517	1,2967	1,3917	1,1673	0,431	0,9759	0,5087	0,9136	0,505	0,43574	1,21777	48,1322
2004	1,508	2,2112	2,0992	3,4148	4,4046	2,803	1,0589	4,3784	0,3146	1,0865	5,1334	0	2,6139	0,1294	0	0,1038	0	0	0	0	0,706	0,928	1,513	3,0359	34,9198
2005	2,337	2,8947	2,1034	3,2117	3,2058	3,1715	3,3953	1,6936	1,0005	1,303	1,84	3,1041	1,0715	0,4049	0,5814	0,2035	0	0	0,3634	1,3597	0,7902	1,209	1,9996	1,3171	38,5609
2006	2,161	1,1522	0,7243	1,2599	0,9422	1,8739	2,2472	4,1004	2,0132	4,1757	4,6072	2,7708	0,1916	0,2539	0,0934	0,3426	0	0,2874	0	0	0	0,332	0,1557	0,8306	30,5159
2007	1,439	1,4141	2,4369	2,0878	1,9682	1,9273	2,4006	2,9117	3,0162	0,8888	2,6112	1,8475	0,6475	0,9933	0,1142	0,706	0,2395	0	0,182	0,3634	0,1613	0,597	0,3951	1,1483	30,4961
2008	0,478	1,7967	1,2808	1,89	1,1283	1,0939	0,6427	1,1808	0,2754	2,9126	2,2913	1,7392	2,8289	0,3361	0,99	1,8811	0,5812	0,3841	0,2076	2,2533	0,2795	2,842	1,0324	2,264	32,5897
2009	0,508	0,0934	1,3135	1,3197	1,331	1,576	1,0825	2,3544	1,34	1,7407	1,0901	1,7192	2,4919	1,7896	0,9789	1,2439	0,3115	0,2595	0,1038	0,0934	1,1213	1,13	1,6481	2,4426	29,0825
2010	2,142	1,4421	1,2977	2,188	2,6602	1,2842	2,656	1,6102	1,1519	3,5702	3,6597	3,2917	1,713	1,4197	1,5306	1,2021	1,6521	1,8116	1,5152	1,21	1,355	1,5882	0,6748	43,8416	
2011	1,057	1,1491	2,2835	0,7226	2,0965	1,1611	1,652	1,7126	0,2084	1,4056	0,5748	0,436	1,5648	0,4886	0,0519	0,3478	0,8802	0	0,3605	0,6988	0,705	0,736	1,4062	1,9496	23,6492
2012	1,83	0,8513	1,8428	0,3166	1,2676	0,4516	0,6001	0,4568	2,0999	2,8756	2,0736	2,6449	2,4418	0,3718	0,5805	0,6957	0,6427	0,5521	0,2308	0,3014	0,2275	1,42	0,7959	2,3432	27,9141

(Sumber : Perhitungan)

3.7 Debit Andalan

Debit andalan merupakan debit air yang tersedia dimana prosentasenya adalah sebesar 80% terlampaui dan selanjutnya dijadikan debit andalan.

Dari tabel 3.5 didapatkan kebutuhan air maksimum untuk irigasi sebesar 1,0187 m³/dtk

3.5 Analisa Debit Andalan

Analisa adalah untuk mengetahui jumlah debit yang ada di sungai yang akan di bendung, sehingga dapat diketahui apakah debit tersebut mampu memenuhi kebutuhan air yang di perlukan. Perhitungan analisa debit tersedia adalah sebagai berikut :

$$Q = \frac{C \times \text{Data Hujan} \times \text{Luas DAS}}{15 \times 24 \times 60 \times 60}$$

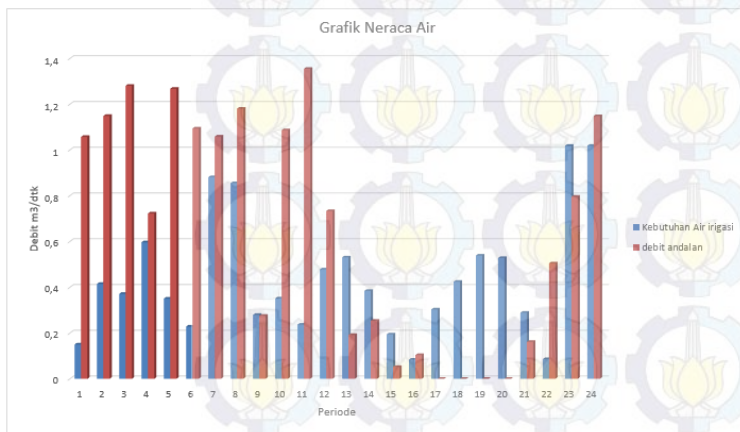
Tabel 3.8 Rekap Data Debit 80%

Bulan	Minggu	Debit (m ³ /dtk)
January	I	1.057216435
	II	1.149032593
February	I	1.280769676
	II	0.722569444
March	I	1.267635417
	II	1.033894676
April	I	1.058883102
	II	1.180815972
May	I	0.275387731
	II	1.086545139
June	I	1.356034722
	II	0.732951389
July	I	0.28039537
	II	0.253940972
August	I	0.051909722
	II	0.103819444
September	I	0
	II	0
October	I	0
	II	0
November	I	0.161261574
	II	0.504548611
December	I	1.019441551
	II	1.148304398
Jumlah		15.78501734

(Sumber : Perhitungan)

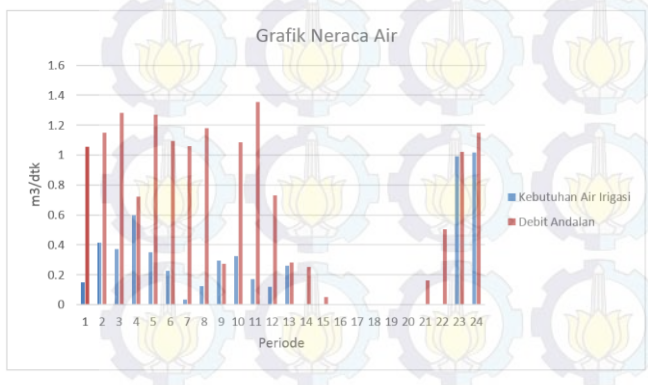
3.8 Neraca Air

Dari hasil perhitungan neraca air, kebutuhan pengambilan yang dihasilkannya untuk pola tanam yang dipakai akan dibandingkan dengan debit andalan untuk tiap setengah bulan



Gambar 2. Grafik Neraca Air
(Sumber : Perhitungan)

Dari grafik neraca air diketahui bahwa kebutuhan air irigasi tidak terpenuhi, maka dilakukan perubahan pola tanam menjadi padi-palawija-bero, sehingga kebutuhan air terpenuhi, hasil neraca air pola tanam padi palawija bero dapat dilihat pada gambar 3



Gambar 2. Grafik Neraca Air
(Sumber : Perhitungan)

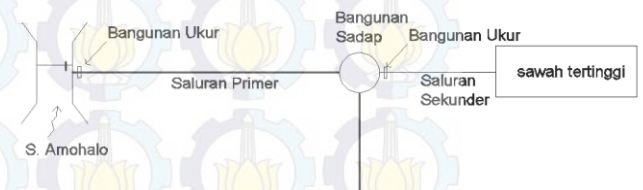
3.9 Analisa Hidrolika

3.9.1 Perencanaan Bendung

3.9.1.1 Perencanaan Elevasi Puncak Mercu

Penentuan elevasi puncak mercu dihitung dari penelusuran elevasi sawah tertinggi jaringan irigasi Amohalo adalah sebagai berikut :

- Elevasi sawah tertinggi = + 15,15 m
 - Tinggi genangan air di sawah = 0,1 m
 - IL = (0,000562 x 510) = 0,28662 m
 - Δz saluran tersier ke sawah = 0,2 m
 - Δz bangunan ukur 1 = 0,2 m
 - Δz bangunan bagi sadap = 0,1 m
 - Δz saluran primer ke tersier = 0,1 m
 - Δz bangunan ukur 2 = 0,2 m
 - Δz intake = 0,1 m
 - Δz akibat gelombang = 0,1 m
 - Δz untuk keamanan = 0,1 m
-
- Elevasi mercu Bendung = + 16,636 m
= + 16,7 m



Gambar 2. Skema Jaringan Irigasi

3.9.1.1.1 Tinggi Bendung

P = elevasi mercu bendung – elevasi dasar sungai
 $P = + 16,8 - (+13,45) = 3,25 \text{ m}$
 $= 3,25 \text{ m}$

3.9.1.2 Tipe Mercu Bendung

Tipe mercu pada bendung direncanakan memakai tipe mercu bulat.



Gambar 4. Tinggi Mercu

3.9.1.3 Perencanaan Tubuh Bendung

3.9.1.3.1 Perencanaan Lebar Efektif Bendung

Dalam perencanaan ini lebar efektif dihitung sebagai berikut :

Diketahui :

- Lebar Bendung = 18,4 m
- Lebar Pembilas = 1,84 m
- Jumlah Pilar (N) = 1
- Lebar Pilar = 1,2 m
- Kp = 0,01
- Ka = 0,1

$$\begin{aligned}
 Be &= L_{\text{bendung}} - L_{\text{pilar}} - \text{Pengurangan karena gesekan} \\
 &= 18,4 - (1 \times 1,2) - 2 \times (1 \times 0,01 + 0,1) \times H_1 \\
 &= 18,4 - 1,2 - 0,22H_1 \\
 &= 17,2 - 0,22 H_1
 \end{aligned}$$

3.9.1.3.2 Tinggi Muka Air Banjir di Atas Mercu

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} g} \times B_e \cdot H_1^{1,5}$$

Dimana :

Q = Debit (m³/dt)
 Cd = Koefisien Debit (Cd = C₀ . C₁ . C₂)
 g = Gravitasi (9,8 m²/dt)
 Be = Lebar efektif bendung (m)
 H₁ = Tinggi Energi diatas mercu (m)
 C₀ = Koef debit (dipengaruhi h/r)
 C₁ = Fungsi dari P/H₁
 C₂ = Fungsi dari kemiringan hulu bendung

(P) tinggi bendung = 3,25 m

Q₁₀₀ = 149,368 m³/dt

r = jari-jari mercu bendung

Untuk mercu bulat menurut kriteria perencanaan [2], 1986 Cd diasumsikan 1,48 dan untuk jari-jari mercu menggunakan pasangan batu kali berkisar 0,3H₁ – 0,7H₁. Untuk bendung amohala jari-jari mercu diambil 0,6H₁. Untuk perhitungannya menggunakan cara coba-coba, apabila Cd asumsi = Cd coba-coba, maka nilai H₁ dari Cd coba-coba akan digunakan sebagai H₁ mercu bendung.

Rumus Perhitungan H₁ sebagai berikut :

$$149,368 = 1,33 \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times 9,8} \times (17,6 - 0,22H_1) \times H_1^{1,5}$$

$$65,91 = 17,6 H_1^{1,5} - 0,5H_1^{2,5}$$

Percobaan 1 :

Asumsi Cd = 1,48 maka H₁ = 1,075
 r = 0,645
 H₁/r = 1,67 maka Co = 1,3
 P/H₁ = 3,02 maka C₁ = 1
 P/H₁ = 3,02 maka C₂ = 1
 Cd coba-coba = Co x C₁ x C₂
 = 1,3 (tidak sesuai dengan asumsi)

Percobaan 2 :

Asumsi Cd = 1,3 maka H₁ = 1,173
 r = 0,7038
 H₁/r = 1,67 maka Co = 1,3
 P/H₁ = 2,77 maka C₁ = 1
 P/H₁ = 2,77 maka C₂ = 1
 Cd coba-coba = Co x C₁ x C₂
 = 1,3 (OK sesuai asumsi)

Jadi, H₁ = 1,173 m karena Cd asumsi = Cd coba-coba pada percobaan 2.

Perhitungan Lebar efektif bendung :

B_e = 17,2 - 0,22 H₁
 = 17,2 - 0,22 x 1,173 = 17 m

Dari hasil perhitungan di atas maka dapat ditentukan elevasi muka air banjir dan tinggi air di atas mercu yaitu :

Elevasi Tinggi Energi = elevasi mercu + H₁
 = +16,7 + 1,173 = 17,873 m .

Untuk menentukan tinggi air di atas mercu h₁ dicari dengan cara coba-coba dengan rumus berikut :

$$H_1 = \frac{V_1^2}{2g} + h_1$$

Misal h₁ ambil = 0,986 m

Be = 17 m

Y = P + h₁
 = 3,25 + 0,986
 = 4,236

A = B . Y
 = 18,4 . 4,236
 = 77,9424 m

V = $\frac{Q}{A}$
 = $\frac{149,368}{77,9424}$
 = 1,916

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{1,916^2}{2,98}$$

= 0,1873 m

$$\text{Kontrol} = \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = H_1$$

0,1873 + 0,986 = 1,173 m (OK)

- Elevasi MA Garis Energi = +17,873 m
- Elevasi Dasar Hulu Mercu = +13,45 m
- Elevasi MA di Hulu Bendung
 El. MA Banjir = El. Mercu + h₁ = 16,7 + 0,986 = +17,686 m

3.9.1.3.3 Tinggi Muka Air Banjir Hilir Bendung

Diketahui :

Debit banjir (Q₁₀₀) = 149,368 m³/dtk

Lebar rata-rata sungai = 18,4 m

Kemiringan sungau (I_s) = 0,002165

m = 1,54 dari tabel 5.2

γ_B = $\frac{m}{1,81} = \frac{1,54}{1,81} = 0,85$

Perhitungan :

$$A = (b + m h) h$$

$$= (18,4 + 1 \times h) h$$

$$= 18,4h + h^2$$

$$P = b + 2h \sqrt{m^2 + 1}$$

$$= 18,4 + 2h \sqrt{1^2 + 1}$$

$$= 18,4 + 2,83h$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{18,4h + h^2}{18,4 + 2,83h}$$

$$V = c \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

$$= \frac{87}{1 + \frac{0,85}{\sqrt{\frac{18,4h + h^2}{18,4 + 2,83h}}}} \sqrt{\frac{18,4h + h^2}{18,4 + 2,83h} \times 0,002165}$$

$$Q = A \times V$$

Tabel 3.9 Perhitungan h

H	B	A	P	R	I	c	V	Q
(m)	(m)	(m ²)	m	m			(m/det)	m ³ /det
0	18,4	0	18,4	0	0,002165	0	0	0
1	18,4	19,4	21,228	0,9139	0,002165	46,03	2,047	39,7215
1,5	18,4	29,85	22,643	1,3183	0,002165	49,97	2,67	79,6885
2	18,4	40,8	24,057	1,696	0,002165	52,62	3,189	130,095
2,17	18,4	44,62	24,536	1,8187	0,002165	53,34	3,347	149,368
2,5	18,4	52,25	25,471	2,0513	0,002165	54,58	3,637	190,043

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan perhitungan pada tabel. didapat h = 2,17 m, maka:

Elevasi dasar sungai = +13,45 m

Elevasi muka air di hilir bendung = +13,45 + 2,17

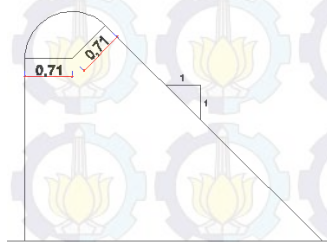
= +15,62

3.9.1.3.4 Penentuan Dimensi Mercu Bulat

Bendung Amohalo direncanakan menggunakan pasangan batu sehingga besar jari-jari mercu bendung (r) = $0,1H_1 - 0,7H_1$, maka diambil :

$$r = 0,6 H_1$$

$$= 0,6 \times 1,173 = 0,7038 \text{ m} = 0,71 \text{ m}$$



Gambar 5.Jari-jari Mercu Bendung

3.9.1.3.5 Kolam Olak

3.9.1.3.5.1 Penentuan Tipe Kolam Olak

Perhitungan :

$$z = \text{tinggi jatuh} = 17,686 - 15,62 = 2,066 \text{ m}$$

$$v_1 = \sqrt{2 \times g(0,5H_1 + z)} = \sqrt{2 \times 9,8(0,5 \times 1,173 + 2,066)} = 7,21 \text{ m/dtk}$$

$$y_1 = \frac{q}{v_1} = \frac{Q_{100}}{v_1 \times B_e}$$

$$q = \frac{Q_{100}}{B_e} = \frac{149,368}{17} = 8,786$$

$$y_1 = \frac{8,786}{7,21} = 1,22 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{7,21}{\sqrt{9,8 \times 1,22}} = 2,085$$

kedalaman air diatas ambang ujung = y_2

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \sqrt{1 + 8 \times Fr^2} - 1 = \frac{1,22}{2} \sqrt{1 + 8 \times 2,085^2} - 1 = 2,65 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan didapat $Fr = 2,085$; $1,7 < 2,085 < 2,5$, menurut kriteria perencanaan [2] maka kolam olak yang digunakan adalah kolam olak ambang ujung

3.9.1.3.5.1 Dimensi Kolam Olak

Dimensi Kolam olak ambang ujung adalah sebagai berikut :

$$h_c = \text{kedalaman kritis} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{8,786^2}{9,8}} = 2,81 \text{ m}$$

Tinggi ambang ujung = a

$$a = 0,28 \times h_c \sqrt{\frac{h_c}{z}} = 0,28 \times 2,81 \sqrt{\frac{2,81}{2,066}} = 0,92 \text{ m}$$

Panjang Kolam :

$$L_j = 5 \times (n + y_2)$$

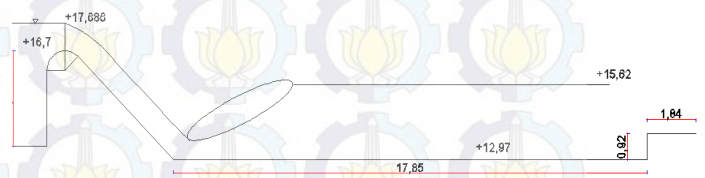
dimana :

L_j = Panjang kolam olak, m

n = a = Tinggi ambang ujung, m

y_2 = kedalaman air diatas ambang, m

$$L_j = 5 \times (0,92 + 2,65) = 17,85 \text{ m}$$



Gambar 6.Dimensi Kolam Olak

3.9.3 Pembilas Bendung

Untuk Bendung Amohalo :

$$\text{Lebar pembilas} + \text{tebal pilar} = 1/10 \times 18,4 = 1,84 \text{ m}$$

Direncanakan 1 pilar dengan lebar 0,8m

$$\text{Maka lebar pintu pembilas} = 1,84 - (1 \times 1,2) = 0,64 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

Direncanakan 1 pintu dengan lebar 1 meter

3.9.4 Dimensi Saluran intake

$$A = 2,0374 \text{ m}^2$$

$$Q = 1,0187 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$V = 0,5 \text{ m/dtk}$$

$$b = 1,53 \text{ m}$$

$$h = 0,763 \text{ m}$$

$$K = 40$$

$$m = 1,5$$

$$I = 0,00043$$

3.9.5 Bangunan Pengambilan

$$Q_{1,2} = \mu a b \sqrt{2 g z}$$

Dimana :

Q = debit pengaliran (m³/dtk)

μ = koefisien debit untuk bukaan di bawah permukaan air = 0,8

a = tinggi bukaan (m)

b = lebar bukaan (m)

g = percepatan gravitasi (m/dtk²)
z = kehilangan tinggi energi pada bukaan (m)

Perhitungan :

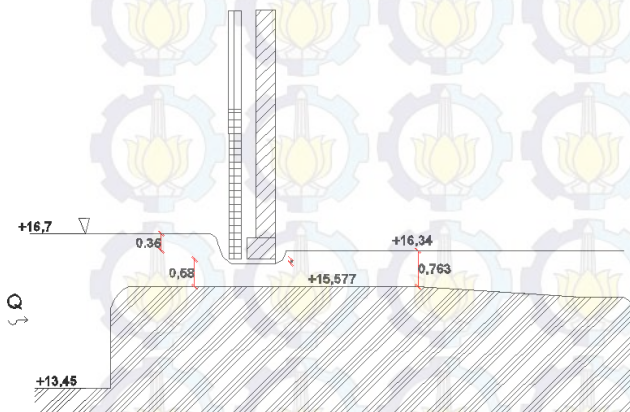
Diketahui :
 $Q = 1,0187 \text{ m}^3/\text{dt}$
 $Q_{1,2} = 1,2224 \text{ m}^3/\text{dt}$
 $v = 1,5 \text{ m/dt}$
El.Dsr = +13,45 m
El.Ma Sebelum intake = +16,34
El.Ma = +16,7 m
P = 3,25 m
b = 1 m (direncanakan)

Beda muka air :

z = elevasi M.A – elevasi M.A sebelum intake
 $z = 16,7 - 16,34$
 $z = 0,36 \text{ m}$

Tinggi bukaan intake

$Q_{1,2} = \mu a b \sqrt{2 g z}$
 $1,2224 = 0,8 \times a \times 1 \times \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,36}$
 $1,2224 = 2,125 a$
 $a = 0,58 \text{ m}$



Gambar 7 .Bukaan intake bendung amohalo

3.9.6 Bangunan Ukur

Bangunan ukur dibuat pada saluran pembawa Amohalo, alat ukur dipakai adalah type ambang lebar, alat ukur ini dianggap paling cocok karena konstruksinya sederhana dan mudah dioperasikan.

Persamaan :

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g b_c h_1^{1,5}$$

Dimana :

$Q = 1,0187 \text{ m}^3/\text{dt}$

C_d = koefisien debit

$= 0,93 + 0,10 H_1/L$, untuk $0,1 < H_1/L < 1,0$

H_1 = Tinggi energi hulu (m)

g = percepatan gravitasi (m/dtk²)

b_c = lebar mercu pada bagian pengontrol = 1,53 m

h_1 = kedalaman air hulu terhadap ambang bangunan

Perhitungan :

Direncanakan $H_1/L = 0,5$, maka

$C_d = 0,93 + 0,10 H_1/L$
 $= 0,93 + 0,10 \times 0,50 = 0,98$

$C_v = 1,10$ (perkiraan)

$$Q = C_d \cdot C_v \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} g b_c h_1^{1,5}$$

$$1,0187 = 0,98 \cdot 1,1 \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3}} 9,8 \times 1,53 \times h_1^{1,5}$$

$$h_1^{1,5} = 0,362$$

$$h_1 = 0,51 \text{ m}$$

$$y_1 = h_1 + p_1$$

$$0,763 = 0,51 + p_1$$

$$p_1 = 0,253 \text{ m}$$

Dengan $a = 1:1$ pada permukaan belakang, maka batas modular H_2/H_1 adalah 0,70 atau dengan cara pendekatan $h_2/h_1 = 0,70$, maka :

$$h_2 = 0,7 h_1$$

$$= 0,7 \times 0,51$$

$$= 0,357 = 0,36 \text{ m}$$

$$y_1 = y_2 = h_2 + p_2$$

$$0,763 = 0,36 + p_2$$

$$p_2 = 0,403 \text{ m}$$

$$A^* = b_c \times h_1 = 1,53 \times 0,51 = 0,78 \text{ m}$$

$$A = b_1 \times y_1 + m \times y_1^2$$

$$= 1,53 \times 0,763 + 1 \times 0,763^2$$

$$= 1,75 \text{ m}$$

$$C_d \times \frac{A^*}{A} = 0,98 \times \frac{0,78}{1,75} = 0,44$$

Dari tabel 5.11 didapat harga $C_v = 1,05$. Dari koreksi C_v tersebut didapat kedalaman muka air rencana h_1 menjadi :

$$\left(\frac{h_1}{0,51} \right)^{1,5} = \left(\frac{C_v \text{ perkiraan}}{C_v \text{ koreksi}} \right)$$

$$h_1 = 0,51 \times \left(\frac{1,1}{1,05} \right)^{2/3}$$

$$h_1 = 0,53 \text{ m}$$

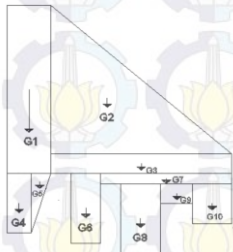
Untuk menentukan panjang ambang lebar yaitu

$$\begin{aligned}
 H_1 &= h_1 + \frac{v^2}{2g} \\
 &= 0,53 + \frac{0,5^2}{2 \cdot 9,8} \\
 &= 0,543 \text{ m} \\
 H_1/L &= 0,5 \\
 L &= 0,543/0,5 \\
 &= 1,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

3.10 Analisa Stabilitas

3.10.1 Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Bendung

- Berat Sendiri $\rightarrow \rho_{pas} = 2,2 \text{ t/m}^3$



Gambar 8 .Skema Pembebanan Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 G1 &= 4,25 \times 1,1 \times 2,2 = 10,285 \text{ t/m} \\
 G2 &= 0,5 \times 4,536 \times 3,756 \times 2,2 = 18,724 \text{ t/m} \\
 G3 &= 4,536 \times 0,494 \times 2,2 = 4,93 \text{ t/m} \\
 G4 &= 1,5 \times 0,6 \times 2,2 = 1,98 \text{ t/m} \\
 G5 &= 0,5 \times 0,5 \times 1,5 \times 2,2 = 0,825 \text{ t/m} \\
 G6 &= 1,75 \times 0,75 \times 2,2 = 2,8875 \text{ t/m} \\
 G7 &= 0,25 \times 3,229 \times 2,2 = 1,78 \text{ t/m} \\
 G8 &= 1,75 \times 1 \times 2,2 = 3,85 \text{ t/m} \\
 G9 &= 0,5 \times 0,81 \times 2,2 = 0,9 \text{ t/m} \\
 G10 &= 1 \times 0,98 \times 2,2 = 2,16 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma G = 48,3215 \text{ t/m}$$

Tabel 3.10 Penentuan titik pusat

Luasan	G (ton)	h	v	Mh	Mv
1	10.285	5.086	3.381	52.30951	17.19577
2	18.724	3.121	3.164	58.4376	9.874844
3	4.93	2.268	1.503	11.18124	3.408804
4	1.98	5.336	0.506	10.56528	2.700016
5	0.825	4.821	1.046	3.977325	5.042766
6	2.8875	3.661	0.381	10.57114	1.394841
7	1.78	1.643	1.131	2.92454	1.858233
8	3.85	0.575	0.375	2.21375	0.215625
9	0.9	1.369	0.756	1.2321	1.034964
10	2.16	4.88	5.03	10.5408	24.5464
Σ	48.322	32.76	17.273	163.9533	67.27226
Titik Pusat				3.392968	1.392181

• Tekanan hidrostatik

a. Kondisi Muka Air Normal

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 W1 &= \frac{1}{2} \times \gamma_2 \times h^2 \times 1 \text{ m}' \\
 &= \frac{1}{2} \times 1 \times 3,25^2 \times 1 \text{ m}' \\
 &= 5,28 \text{ ton/m}' (\rightarrow)
 \end{aligned}$$

b. Kondisi Muka Air Banjir

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$\begin{aligned}
 W1 &= \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{air}} \times h^2 \times 1 \text{ m}' \\
 &= \frac{1}{2} \times 1 \times 4,236^2 \times 1 \text{ m}' \\
 &= 8,97 \text{ ton/m}' (\rightarrow)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W2 &= 4,236 \times 2,088 \times 1 \times 1 \text{ m}' \\
 &= 8,84 \text{ ton/m}' (\rightarrow)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W3 &= 2,088 \times 1,1 \times 1 \times 1 \text{ m}' \\
 &= 2,3 \text{ ton/m}' (\rightarrow)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W4 &= \frac{1}{2} \times 1 \times 3,18 \times 2,65 \times 1 \text{ m}' \\
 &= 4,21 \text{ ton/m}' (\downarrow)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W5 &= \frac{1}{2} \times 1 \times 3,18^2 \times 1 \text{ m}' \\
 &= 5,06 \text{ ton/m}' (\leftarrow)
 \end{aligned}$$

$$\Sigma WV = W1 + W2 + W3 - W5$$

$$= 8,97 + 8,84 + 2,3 - 5,06 = 15,05 \text{ ton/m}' (\rightarrow)$$

$$\Sigma WH = W4 = 4,21 \text{ ton/m}' (\downarrow)$$

• Tekanan Tanah

a. Kondisi Muka Air Normal

$$Pa = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times H_1^2 - 2 \times c \times H_1 \times \sqrt{Ka}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 2,5^2 - 2 \times 0 \times 2,5 \times \sqrt{0,333} \\
 &= 1,87 \text{ ton} (\rightarrow)
 \end{aligned}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \times Kp \times \gamma \times H_2^2 + 2 \times c \times H_2 \times \sqrt{Kp}$$

$$= \frac{1}{2} \times 3 \times 1,8 \times 2^2 + 2 \times 0 \times 1,5 \times \sqrt{3}$$

$$= 10,8 \text{ ton } (\leftarrow)$$

$$\Sigma P = P_a - P_p = 1,87 - 10,8 = 8,93 \text{ ton } (\leftarrow)$$

b. Kondisi Muka Air Banjir

$$P_a = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H_1^2 - 2 \times c \times H_1 \times \sqrt{K_a}$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 2,5^2 - 2 \times 0 \times 2,5 \times \sqrt{0,333}$$

$$= 1,87 \text{ ton } (\rightarrow)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma \times H_2^2 + 2 \times c \times H_2 \times \sqrt{K_p}$$

$$= \frac{1}{2} \times 3 \times 1,8 \times 2^2 + 2 \times 0 \times 1,5 \times \sqrt{3}$$

$$= 10,8 \text{ ton } (\leftarrow)$$

$$\Sigma P = P_a - P_p = 1,87 - 10,8 = 8,93 \text{ ton } (\leftarrow)$$

• Tekanan Lumpur

a. Kondisi Muka Air Normal

$$\gamma \text{ lumpur} = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$P_{s1} = \frac{1}{2} \times (\gamma \text{ lumpur} \times p) \times p$$

$$= \frac{1}{2} \times (0,8 \times 3,25) \times (3,25)$$

$$= 4,225 \text{ ton/m}^2 (\rightarrow)$$

b. Kondisi Muka Air Banjir

$$\gamma \text{ lumpur} = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$P_{s1} = \frac{1}{2} \times (\gamma \text{ lumpur} \times p) \times p$$

$$= \frac{1}{2} \times (0,8 \times 3,25) \times (3,25)$$

$$= 4,225 \text{ ton/m}^2 (\rightarrow)$$

• Tekanan Uplift

a. Kondisi Muka Air Normal

Tabel 3.11 Gaya uplift vertikal & horizontal kondisi air normal

Bidang	Ux1	Ux2	Lh	Lv	Arah	UH-H	UH-V
1	3.250	4.976		2	1	8.226226	
2	4.976	4.952	0.6		1		2.9784
3	4.952	3.763		1.551	-1	-6.75853	
4	3.763	3.723	0.5		1		1.8714
5	3.723	4.760		1.75	1	7.421999	
6	4.760	4.729	0.75		1		3.5583
7	4.729	3.547		1.5	-1	-6.207	
8	3.547	3.526	0.5		1		1.7683
9	3.526	5.064		1.75	1	7.516237	
10	5.064	5.023	1		1		5.0432
11	5.023	3.621		1.25	-1	-5.4024	
12	3.621	3.588	0.81		1		2.9196
13	3.588	4.034		0.51	1	1.943494	
14	4.034	3.994	0.98		1		3.9334
15	3.994	3.153		0.75	-1	-2.67986	
Σ						4.060171	22.073
						\rightarrow	\uparrow

b. Kondisi Muka Air Banjir

Tabel 3.12 Gaya uplift vertikal & horizontal kondisi air banjir

Bidang	Ux1	Ux2	Lh	Lv	Arah	UH-H	UH-V
1	2.144	4.470		2	1	6.613964	
2	4.470	4.454	0.6		1		2.677337
3	4.454	2.835		1.551	-1	-5.65263	
4	2.835	2.809	0.5		1		1.410817
5	2.809	4.423		1.75	1	6.328108	
6	4.423	4.404	0.75		1		3.310284
7	4.404	2.788		1.5	-1	-5.39405	
8	2.788	2.775	0.5		1		1.390787
9	2.775	4.390		1.75	1	6.269283	
10	4.390	4.364	0.75		1		3.282657
11	4.364	3.017		1.25	-1	-4.6133	
12	3.017	2.996	0.617		1		1.85523
13	2.996	3.465		0.51	1	1.647767	
14	3.465	3.440	0.98		1		3.383728
15	3.440	2.632		0.75	-1	-2.27711	
Σ						2.922031	17.31084
						\rightarrow	\uparrow

• Jumlah Gaya-gaya

a. Kondisi Muka Air Normal

Jumlah gaya horisontal = gaya tekanan air total + uplift horisontal + ΣP + gaya endapan

$$= 5,28 + 4,06 - 8,93 + 4,225 = 4,635 \text{ ton } (\rightarrow)$$

Jumlah gaya vertikal = berat bendung + uplift vertikal

$$= 48,3215 - 22,073 = 26,25 \text{ ton } (\downarrow)$$

b. Kondisi Muka Air Banjir

Jumlah gaya horisontal = gaya tekanan air + uplift horisontal + ΣP + gaya endapan

$$= 15,05 + 2,92 - 8,93 + 4,225 = 13,265 \text{ ton } (\rightarrow)$$

Jumlah gaya vertikal = berat bendung - uplift vertikal + gaya tekanan air

$$= 48,3215 - 17,311 + 4,21 = 35,22 \text{ ton (↓)}$$

3.10.2 Analisa Stabilitas Bendung

Kestabilan *bendung* dihitung dalam 2 kondisi yaitu kondisi normal (muka air setinggi mercu) dan kondisi muka air banjir. Perhitungan kestabilan ini meliputi kontrol kestabilan terhadap gaya angkat, terhadap guling, terhadap geser, daya dukung tanah, bidang kern (retak) dan kontrol ketebalan lantai. Hasilnya adalah sebagai berikut.

a. Kondisi normal

$$\begin{aligned}\Sigma L &= Lv + \frac{1}{3}Lh = 17,047 + \frac{1}{3}28,99 = 26,71 \text{ m} \\ \Delta H \cdot C &= 3,73 \times 3 = 11,19 \text{ m} \\ \Sigma L &= 26,71 \text{ m} \geq \Delta H = 11,19 \text{ m} \quad (\text{OK})\end{aligned}$$

- Kontrol Guling:

$$SF = \Sigma MG / \Sigma MR$$

$$\begin{aligned}\Sigma MR &= \Sigma V \cdot x \\ &= 26,25 \cdot 3,393 \\ &= 89,07 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma MG &= \Sigma H \cdot y \\ &= 4,635 \cdot 1,392 \\ &= 6,45 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$SF = 89,07 / 6,45 \geq 1,5$$

$$= 13,81 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

- Kontrol Geser:

$$\begin{aligned}\frac{\Sigma H}{\Sigma (V - U)} &= \tan \theta < \frac{f}{s} \\ \frac{4,635}{26,25} &= 0,18 < \frac{0,75}{1,5} = 0,5 \dots (\text{OK!})\end{aligned}$$

- Kontrol Bidang Kern (Retak)

$$\begin{aligned}e &= \left| \frac{L}{2} - \frac{Mt}{Rv} \right| \leq \frac{L}{6} \\ e &= \left| \frac{5,64}{2} - \frac{95,52}{26,25} \right| \leq \frac{5,64}{6} \\ e &= |2,82 - 3,64| = 0,82 \leq 0,94 \dots (\text{OK!})\end{aligned}$$

- Kontrol Daya Dukung Tanah

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{Rv}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} \\ \sigma &= \frac{26,25}{5,64} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,82}{5,64} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/mm}^2 \\ \sigma &= 0,6 \text{ ton/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/m}^2 \dots (\text{OK!})\end{aligned}$$

- Kontrol Ketebalan Lantai:

$$dx \geq S \cdot \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

$$\begin{aligned}Px &= (Hx - \left(\frac{Lx}{L} \times \Delta H \right)) \gamma_w \text{ (t/m}^2\text{)} \\ &= (4,48 - \left(\frac{11,207}{11,957} \times 3,73 \right)) 1 = 0,984 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Sehingga :

$$1 \text{ m} \geq 1,5 \cdot \frac{0,984 - 0}{2,2} = 0,671 \text{ m} \dots (\text{OK!})$$

b. Kondisi muka air banjir

$$\begin{aligned}\Sigma L &= Lv + \frac{1}{3}Lh = 17,047 + \frac{1}{3}28,99 = 26,71 \text{ m} \\ \Delta H \cdot C &= 2,066 \times 3 = 6,198 \text{ m} \\ \Sigma L &= 26,71 \text{ m} \geq \Delta H = 6,198 \text{ m}\end{aligned}$$

- Kontrol Guling:

$$SF = \Sigma MG / \Sigma MR$$

$$\begin{aligned}\Sigma MR &= \Sigma V \cdot x \\ &= 35,22 \cdot 3,393 \\ &= 119,5 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma MG &= \Sigma H \cdot y \\ &= 13,265 \cdot 1,392 \\ &= 18,46 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$SF = 119,5 / 18,46 \geq 1,5$$

$$= 6,47 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

- Kontrol Geser:

$$\begin{aligned}\frac{\Sigma H}{\Sigma (V - U)} &= \tan \theta < \frac{f}{s} \\ \frac{13,265}{35,22} &= 0,38 < \frac{0,75}{1,5} = 0,5 \dots (\text{OK!})\end{aligned}$$

- Kontrol Bidang Kern (Retak)

$$\begin{aligned}e &= \left| \frac{L}{2} - \frac{Mt}{Rv} \right| \leq \frac{L}{6} \\ e &= \left| \frac{5,64}{2} - \frac{113,501}{36,21} \right| \leq \frac{5,64}{6} \\ e &= |2,82 - 3,13| = 0,31 \leq 0,94 \dots (\text{OK!})\end{aligned}$$

- Kontrol Daya Dukung Tanah

$$\sigma = \frac{Rv}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}}$$

$$\sigma = \frac{35,22}{5,64} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 0,31}{5,64}\right) < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 4,2 \text{ ton/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/m}^2 \text{(OK!)}$$

- Kontrol Ketebalan Lantai:

$$dx \geq S \cdot \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

$$\begin{aligned} Px &= (Hx - \left(\frac{Lx}{L} \times \Delta H\right)) \gamma_w \text{ (t/m}^2\text{)} \\ &= (5,466 - \left(\frac{11,084}{11,590} \times 4,716\right)) 1 = 0,956 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Sehingga :

$$1 \text{ m} \geq 1,5 \cdot \frac{0,956 - 0}{2,2} = 0,654 \text{ m(OK!)}$$

IV. PENUTUP

4.1 Kesimpulan

Berdasarkan perencanaan yang telah dilakukan dapat disimpulkan bahwa :

1. Untuk analisa kebutuhan air untuk irigasi di dapat kebutuhan air sebesar 1,0187 m³/dtk
2. Air yang tersedia cukup untuk memenuhi kebutuhan air irigasi, digunakan pola tanam padi-palawija-bero, dengan debit andalan maksimum 1,3875 m³/dtk
3. Debit banjir rencana perhitungannya menggunakan metode nakayasu dengan periode ulang 100 tahun. Besarnya debit rencana adalah 149,368 m³/dtk
4. Berdasarkan perhitungan didapatkan elevasi muka air banjir berada pada elevasi +17,686
5. Pada analisa hidrolika didapatkan perencanaan sebagai berikut
 - a) Tipe Bendung : Mercuri Bulat
 - b) Tinggi Bendung : 3,25 m
 - c) Elevasi puncak Bendung : +16,7
 - d) Tipe Kolam Olak : Ambang Ujung
 - e) Tinggi jagaan : 1 m
 - f) Lebar bendung : 18,4 m
 - g) Bangunan Ukur : Ambang Lebar
6. Hasil analisa stabilitas tubuh bendung adalah bendung stabil terhadap gaya-gaya yang terjadi

4.2 Saran

Dengan adanya bendung Amohalo di Kecamatan Baruga Kota Kendari ini diharap penduduk sekitar dapat menjaga bangunan tersebut sehingga bendung tersebut dapat berfungsi dengan baik dan bertahan sesuai dengan umur rencana.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] Sudibyo, Ir, (2003), **"Teknik Bendungan"** , Pradnya Paramita, Jakarta.
- [2] Kriteria Perencanaan. **KP Jilid 1 -7**
- [3] Soemarto, CD, (1999), **"Hidrologi Teknik"** , Erlangga, Jakarta.

- [4] Das, Braja M., Endah, N., Mochtar, I. B. 1993. **Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis)**.

Jakarta: Erlangga

- [5] Soewarno, **"Hidrologi Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data"** , Nova.

- [5] Ven Te Chow.1997. **"Hidrolika Saluran Terbuka"**.

Jakarta : Penerbit Erlangga